مدل‌سازی بالازدگی تونل و شریان‌های حیاتی در زمین‌های مستعد روانگرایی تحت بار لرزه‌ای *

علیرضا باقریه[۱]	ایمان لولوئی[۲]	امیرحسین باقریه[۳]

چکیده *در بسیاری از زلزلهٔ‌های اخیر آسیب‌های گسترده‌ای به تونل‌های شهری و خارج شهری وارد آمده است. یکی از عوامل بسیار مخرب در این زلزلهٔ‌ها، پدیدهٔ روانگرایی خاک می‌باشد. روانگرایی باعث کاهش تنش مؤثر و درنتیجه کاهش مقاومت برشی می‌شود و این موضوع موجب ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در خاک و ساز مدفون در آن می‌گردد. روانگرایی موجب جوشش خاک، گسترش عرضی، فرونشست سازه و بالازدگی سازه مدفون می‌شود. در بسیاری از زلزلهٔ‌ها بالازدگی به‌علت روانگرایی خاک اطراف سازه به‌عنوان یکی از عوامل مخرب بر تونل‌ها و سازه‌های مدفون گزارش شدهٔ است. در این پژوهش رفتار تونل در زمین‌های مستعد روانگرایی مدل‌سازی شدهٔ است. از تحلیل تفاضل محدود دوبعدی برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفیوژ استفاده گردیده است. مدل رفتاری ماسهٔ* UBC *برای مدل‌سازی رفتار ماسهٔ مستعد روانگرایی در نظر گرفته شدهٔ است. نتایج مدل‌سازی با اندازه‌گیری‌های صورت گرفته در آزمایش سانتریفیوژ مقایسه گردیده است و توانایی مدل برای ارزیابی پدیدهٔ روانگرایی در اطراف تونل‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است.*

واژه‌های کلیدی شریان‌های حیاتی؛ روانگرایی؛ بالازدگی؛ زلزلهٔ؛ سانتریفیوژ.

Numerical Modeling of Tunnels and Lifelines in Liquefiable Grounds Under Seismic Loading

A. R. Bagherieh	I. Loloi	A. H. Bagherieh

Abstract *Earthquakes could have catastrophic impacts on tunnels and buried structures. Liquefaction phenomenon is one of the most destructive effects of earthquakes. Liquefaction results in decreasing effective stress and this consequently leads to decreases in shear strength of the soil. As a result, large deformation in both soil and buried structure occurs. Moreover, liquefaction causes soil boiling, lateral spreading, structure settlement and the uplift of buried structure. In many earthquake cases, uplift of the buried structure due to liquefaction was reported as one of the major damaging factors. This research sought to model earthquake induced uplift of buried structures including tunnels in the soil susceptible to liquefaction under seismic loading. Two dimensional finite difference modeling is employed to simulate centrifuge experiments. The UBCSAND model was adopted as constitutive model in numerical simulations. The modeling results are compared with the measurements of centrifuge experiment and the capabilities of the model to predict the liquefaction of soil around tunnels are assessed.*

Keywords Lifeline; Tunnel; Liquefaction; Uplift; Earthquake; Centrifuge Tes.

---

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۲/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۲/۶ می‌باشد

(۱) نویسندهٔ مسئول: استادیار مهندسی عمران، دانشکدهٔ عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

(۲) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران – سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

(۳) دانشجوی دکتری مهندسی معدن، دانشگاه علوم وتکنولوژی میزوری، رولا، آمریکا.

مقدمه

شریان‌های حیاتی از آن جهت با این نام خوانده شدهٔاند که قطع‌شدن و یا اختلال در آنها زندگی روزمرهٔ بشر را، به‌خصوص در حین زلزلهٔ با مشکلات عمده روبه‌رو می‌سازد، شریان حیاتی نامیده می‌شوند. در سال‌های اخیر با رشد و توسعهٔ زندگی شهری، سیستم‌های حمل و نقل و تمایل به سازهای زیرزمینی، استفاده از تونل‌ها و سازهای مدفون رو به افزایش بوده است.

از جمله زلزلهٔهایی که آسیب‌های گسترده‌ای به تونل‌ها، خطوط لوله و سازه‌های زیرزمینی وارد کرده است، می‌توان زلزلهٔ لوماپریتا در سال ۱۹۸٦[1] در کالیفرنیا و زلزلهٔ تانگشان در سال ۱۹۷۸[2]در چین را می‌توان نام برد. در زلزلهٔ ۱۹۹۵ کوبهٔ ژاپن خطوط لولهٔ انتقال گاز و آب آسیب جدی دیدند و حدود ۲۳٤ مورد نشت گاز ازخطوط انتقال گاز گزارش شد، که موجب آتش سوزی گسترده‌ای شد[3-4]. آسیب‌های وارد بر خطوط انتقال گاز در زلزلهٔ چی‌چی در سال ۱۹۹۹ در تایوان موجب قطع گاز در بسیاری از مراکز صنعتی گردید و تا بهره‌برداری مجدد خطوط لوله، ضرری اقتصادی در حدود ۲۵ میلیون دلار آمریکا در پی داشت[5].

مصالح دانه‌ای تحت بارهای لرزه‌ای تمایل به فشرده‌شدگی دارند، در توده‌های اشباع به‌علت وجود سیال حفره‌ای، عدم زه‌کشی خاک و کوتاه بودن زمان بارگذاری، از تمایل کاهش حجم تودهٔ خاک دانه‌ای جلوگیری می‌شود؛ در نتیجه فشار سیال حفره‌ای افزایش می‌یابد و این افزایش فشار سیال حفره‌ای به کاهش تنش مؤثر و خصوصاً در خاک‌های بدون چسبندگی به کاهش مقاومت برشی منجر می‌شود[6].

سازهای مدفون در خاک‌های روانگرا در حین زلزلهٔ ممکن است دچار فرونشست و یا بالازدگی شوند[7]. این سازها به‌علت‌های گوناگون از جمله حرکت خاک روانگرا به زیر ساز و افزایش فشار آب حفره‌ای دچار بالازدگی می‌شوند[8]. زلزلهٔ ۱۹٦٤ آلاسکا در ایالت متحدهٔ آمریکا [9]، زلزلهٔ ۱۹٦٤ نیگاتا ژاپن که حدود ۳۷٪ از منهول‌های سطح شهر دچار بالازدگی شدند و این بالازدگی‌ها به‌علت مسدود کردن سطح شهر و ایجاد ترافیک، راه‌های دسترسی و امداد را با مانع روبه رو ساختند[10]، زلزلهٔ ۱۹۹۳ کوشیرواوکی که بیش از ۲۰ منهول تا ارتفاع ۱/۵ متر از سطح زمین بیرون آمدند[11]، زلزلهٔ کوبه ۱۹۹۵[12]، زلزلهٔ ۲۰۰۷ چاستو[13]، زلزلهٔ ۲۰۱۰ شیلی[14] و زلزلهٔ اخیر ۲۰۱۱ توکیو [15] از جمله زلزلهٔهای می‌باشند که تونل‌ها، سازهٔ مدفون و منهول‌ها دچار بالازدگی شدهٔ اند.

تو کایدا و همکاران [16] با استفاده از میز لرزه نشان دادند هرچه ضخامت لایه روانگرا بیشتر شود بالازدگی سازهٔ مدفون نیز بیشتر می‌شود[16]. یاسود و همکاران[17] به بررسی تأثیرات وزن مخصوص لوله، قطر لوله و دانسیتهٔ نسبی خاک در بالازدگی لوله‌های فاضلاب با استفاده از میز لرزه پرداختند. آزمایش‌های میز لرزه انجام گرفته توسط کوسیکی و همکاران[18] نشان داد که بالازدگی و نشست کل یک فضای قرار گرفته در خاک روانگرا براساس شکل ۱ می‌تواند به‌صورت ترکیبی از اثرات تغییر شکل جانبی(شکل ۱– الف)، حرکت سیال حفره‌ای(شکل ۱– ب) و تحکیم مجدد(شکل ۱– ج) رخ دهد.

ایچی و همکاران [19] نشان دادند سرعت بالازدگی در ابتدای بارگذاری بیشتر بوده و ذرات ریز دانه در سرعت بالازدگی مؤثر می‌باشند.

در مسائل ژئوتکنیکی و اندرکنش بین سازهٔ و خاک به‌دلیل اهمیت فوق‌العاده تنش‌های گرانشی و از آنجا که تنش گرانشی حقیقی خاک، در مدل‌سازی‌ها با مقیاس کوچک قابل مدل‌سازی نمی‌باشد، استفاده از آزمایش سانتریفیوژ مناسب‌ترین وسیلهٔ برای مدل‌سازی فیزیکی می‌باشد. آدالیر و همکاران[20] در دانشگاه بریتیش کلمبیا با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ به بررسی طرح لرزه‌ای تونل جورج ماسیی و ظرفیت روانگرایی خاک اطراف آن و پاسخ‌های ناشی از روانگرایی خاک اطراف تونل پرداختند. در سال ۲۰۰۳ لینگ و همکاران [21] بالازدگی خطوط لوله در خاک مستعد به روانگرایی را بررسی کردند؛ آن‌ها ضمن مدل‌سازی آزمایش سانتریفیوژ لوله با قطر بالا به بررسی

روش‌هایی برای کاهش بالازدگی پرداختند. ساساکی و تامورا [22] با بهره‌گیری از آزمایش سانتریفیوژ نشان دادند که بیشترین جابه‌جایی و بالازدگی سازهٔ مدفون تقریباً در زمان لرزش اتفاق می‌افتد. چیان و مدابهوشی [7] تأثیرات عمق، قطر، نوع خاک را در بالازدگی سازهٔ مدفون با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ بررسی کردند.

بدلیل پیچیدگی مسائل روانگرایی مطالعات عددی محدودی در مورد بالازدگی سازه‌ها و شریان‌های مدفون انجام شدهٔ است؛ از جمله می‌توان به لیو و سانگ اشاره کرد[23] که با استفاده از روش المان محدود به بررسی لرزه‌ای ایستگاه مترو مدفون در خاک-های اشباع پرداختند. آنها در این پژوهش برای توصیف خاک روانگرای اطراف ایستگاه مترو از یک مدل پلاستیسیته که توانایی مدل‌سازی رفتار خاک روانگرا در حین بار لرزه‌ای را دارا می‌باشد استفاده کردند. آنها برای مدل‌سازی مسئله از نرم‌افزارDYNA-Swandyne-III استفاده کردند. لینگ و همکاران[24] نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی آزمایش سانتریفیوژ لینگ و همکاران در سال ۲۰۰۳ را که انطباق نسبتاً قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی داشت، ارائه کردند. آزادی و میر محمد حسینی [25] با استفاده از نرم‌افزارFLAC به مدل‌سازی و بررسی رفتار تونل‌های مدفون در خاک‌های دارای قابلیت روانگرایی پرداختند؛ در این مدل‌سازی از مدلFinn برای مدل‌سازی خاک اطراف لوله استفاده شدهٔ است. آن‌ها نشان دادند افزایش عمق دفن تونل، افزایش میرایی سیستم، افزایش زاویهٔ اصطکاک داخلی و به‌خصوص افزایش زاویهٔ اتساع خاک، بالازدگی تونل را کاهش و افزایش قطر لوله بالازدگی را افزایش می‌دهد. سعیدزاده و هاتف[26] با استفاده از نرم‌افزارPlaxis نشان دادند که افزایش دانسیتهٔ نسبی ماسهٔ و وجود رفتار اتساعی، بالازدگی را کاهش می‌دهد و نیز لوله‌های با قطر بالا دچار بالازدگی بیشتری می‌شوند.

هدف از این پژوهش ارزیابی عملکرد و تبیین نقاط قوت و ضعف مدل ماسهٔ UBC در بیان رفتار خاک روانگرا در اطراف تونل است. با استفاده از روش تفاضل محدود و به‌کارگیری مدل رفتاری ماسهٔ UBC، آزمایش سانتریفیوژ لینگ و همکاران[21] مدل‌سازی شدهٔ و نتایج حاصله با نتایج آزمایشگاهی و نتایج شبیه‌سازی المان محدود دوبعدی لینگ و همکاران[24] مقایسه شدهٔ است.

مدل‌سازی عددی بالازدگی سازهای زیرزمینی در آزمایش سانتریفیوژ

در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار FLAC نسخه ۷ به شبیه‌سازی آزمایش سانتریفیوژ ارائه شدهٔ توسط لینگ و همکاران پرداخته شدهٔ است. نرم‌افزار فلک برای مدل‌سازی مسائل توأم از تئوری بایوت استفاده می‌کند. لینگ و همکاران [21] چندین آزمایش سانتریفیوژ برای بررسی بالازدگی و رفتار لرزه‌ای لوله‌های قطور مدفون انجام دادند، در این سری آزمایش شتاب گرانش ۳۰g اعمال گردیده است و از ماسهٔ شناخته شدهٔ نوادا با دانسیته نسبی تقریبا ۳۸٪ که دارای ذرات با قطر متوسط ۰/۱۵ میلیمتر و کمترین و بیشترین وزن واحد حجم به ترتیب ۱۳/۷ و ۱۷/۳۸کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد و از حلال متولوس با لزجت ۳۰ برابر آب استفاده کردند[28]. لوله استفاد شدهٔ در این مدل‌سازی از جنس آلیاژ آلومینیوم است و دارای طول ۲۸ سانتی‌متر و قطر داخلی ۹ و قطر خارجی ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد(شکل ۲). بار دینامیکی در مدل، به‌صورت سینوسی با دامنه ۰/٦g و فرکانس ۳ هرتز به‌صورت هارمونیک طی زمان ۹ ثانیه اعمال شدهٔ است؛ برای جلوگیری از انعکاس امواج به داخل محیط از ظروف لایه‌ای استفاده کردند تا شرایط مرزهای نامحدود را فراهم کنند[24]. علی‌رغم آن که مدل‌های رفتاری در زمینه‌ی خاک‌ها به خصوص خاک‌های روانگرا در حال توسعه و بهبودی می‌باشند،هیچ یک از آن‌ها نمی‌توانند ادعا کنند که قادر به بیان تمام جنبه‌های رفتاری مصالح می‌باشند. هدف این پژوهش شبیه‌سازی آزمایش انجام گرفته توسط لینگ و همکاران[22] ارزیابی کیفیت مدل ماسهٔ UBC در پیش‌بینی رفتار یک تونل در خاک روانگرا و تحلیل

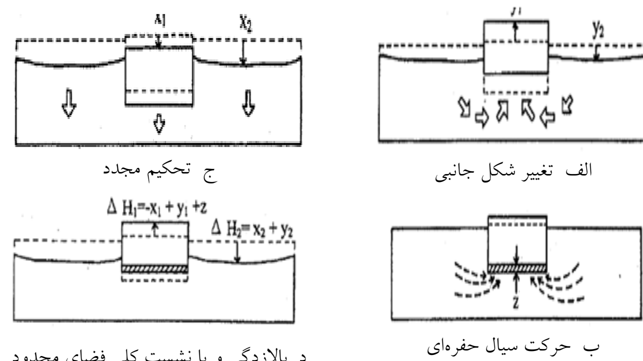
نقاط ضعف و قوت آن است. به علاوه نتایج مدل‌سازی با نتایج مدل‌سازی انجام گرفته توسط لینگ و همکاران [24]کـه بـا اسـتفاده از روش اجـزای محـدود و مـدل رفتـاری Pastor-Zienkiewicz Mark–III انجـام گرفتـه است، مقایسه گردیده است و برتری و کاستی مدل ماسهٔ UBC در مقایسه بـا مـدل–Pastor-Zienkiewicz Mark III مقایسه گردیده است.

معرفی و کالیبره کردن پارامترهای مدل ماسهٔ UBC

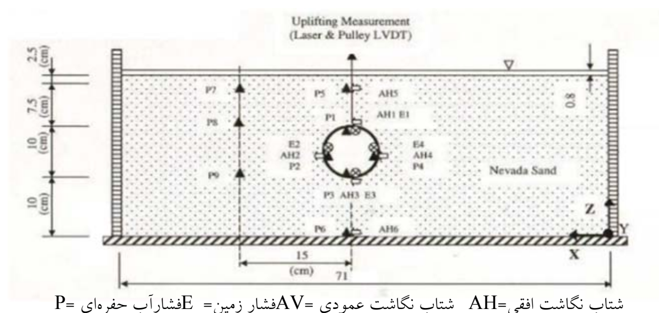
در نرم‌افزار FLAC برای معرفی پدیدهٔ روانگرایی، مـدل رفتاری Finn براساس معادلات ارائه شدهٔ بر روی مـدل استاندار پلاستیک مـوهر کلمـب اشـباع، کـه فشـار آب حفره‌ای براساس کرنش‌های حجمی غیرقابـل برگشـت محاسبه می‌شود، گنجانده شدهٔ است؛ اما ایـن نـرم‌افـزار قادر به فراخوانی مدل‌های رفتاری علاوه بـر مـدل‌هـای موجـود در خـود مـی‌باشـد. در ایـن پـژوهش بـرای مدل‌سازی خاک ماسهٔ نوادای اطراف لوله از مدل ماسـهٔ UBC استفاده شدهٔ اسـت. مـدل ماسـهٔ UBC یـک مـدل پلاستیسته تنش مؤثر برای استفاده درآنالیزهای پیشـرفته تـنش- تغییرشـکل مـی‌باشـد. در مـدل ماسـهٔ UBC پاسخ‌های الاستیک همگن فرض می‌شـوند و بـا مـدول برشی و مدول بالک به‌صورت زیر تعریف می‌شود[29]:

$$G^e = K_G^e . P_a . \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{ne} \qquad (۱)$$

$$B^e = \alpha . G^e \qquad (۲)$$



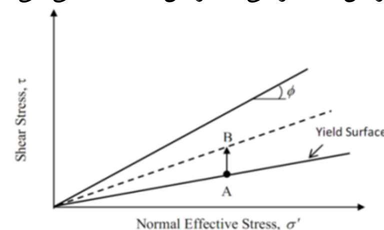
شکل ۱ شکل شماتیک از رفتار سازهٔ مدفون در روانگرایی[18]



شکل ۲ شکل شماتیک آزمایش سانتریفوژ انجام شدهٔ توسط لینگ و همکاران [24]

G^e و B^e بـه ترتیـب بیـانگر مـدول برشـی و مـدول حجمی، K_G^e ضریب مدول برشی الاستیک، ne توان مدل برشـی الاسـتیک (متغیـر بـین ۰/٤ و ۰/٦)، Pa فشـار اتمسفر، σ' بیانگر تنش مؤثر متوسط و α ضریب ارتبـاط بـین مـدول برشـی الاسـتیک و مـدول بالـک الاسـتیک می‌باشد. این ضریب وابسته به ضریب پوآسون الاستیک می‌باشد. مقدار این ضـریب عمومـا بـین ۰/۷۵ تـا ۱/۲۵ می‌باشد.

در مدل ماسهٔ UBC کرنش‌های پلاستیک به وسیلهٔ سطح تسلیم و قانون جریـان کنتـرل مـی‌شـوند. سـطح تسلیم در این مدل در فضای تنش، با یک خط گـذرا از مبدا توصیف می‌شود (مانند مـدل مـوهر کلمـب بـرای مصالح بدون چسبندگی). در اولین گام بارگذاری سطح تسلیم به وسیلهٔای مقدار تـنش‌هـای اولیـه در آن لحظـه تعریف می‌شود. مطابق شکل(۳) در حین بارگـذاری بـه همان نسبت که تنش برشـی افـزایش مـی‌یابـد، نسـبت تنش($\eta=\tau/\sigma'$) نیز افزایش می‌یابـد و منجـر بـه حرکـت نقطهٔ A به نقطهٔ B می‌شود؛ در این حالت سـطح تسـلیم نیز تغییر مکان داده و به خط جدید، گذرا از نقطـهٔ B و مبدا مختصات منتقل می‌شود. ایـن تغییـر سـطح تسـلیم منجر به سخت‌شدگی و این سخت‌شدگی توأم با ایجـاد کرنش‌های پلاستیک می‌باشد. این کرنش‌های پلاسـتیک شامل کرنش‌های برشی و کرنش‌های حجمی می‌باشند.



شکل ۳ سطح تسلیم در مدل یوبی‌سی‌سند
(بیتی و بیرن[29])

تغییـرات کـرنش‌هـای برشـی پلاسـتیک، $d\gamma^p$، بـا تغییرات نسبت تنش‌ها، $d\eta$ ، رابطـهٔای بـه‌صـورت زیـر دارند:

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p/\sigma'}d\eta \quad (۳)$$

که G^p مدول برشی پلاستیک می‌باشد و با فـرض یک رابطهٔ هذلولی بـین $d\gamma^p$ و G^p،$d\eta$ بـدین صـورت تعریف می‌شود:

$$G^p = G_i^p\left(1-\frac{\eta}{\eta_f}R_f\right)^2 \quad (٤)$$

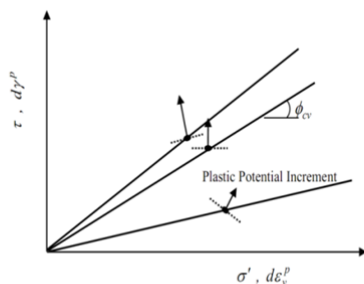
کـه G_i^p مـدول پلاسـتیک در پـایین تـرین سـطح تنش،η_f سطح تنش در لحظه‌ی گسـیختگی، R_f معـرف نسبت شکست می‌باشد.

همان‌طور که گفته شـد، کـرنش‌هـای پلاسـتیک شامل کرنش‌های برشی و کرنش‌های حجمی می‌باشـند. ارتباط بین کرنش‌های حجمی پلاسـتیک و کـرنش‌هـای برشی پلاستیک با استفاده از روش‌های انرژی به‌صورت زیرتعریف می‌شود:

$$d\varepsilon_V^p = \left(\sin\varnothing_{CV} - \frac{t}{\sigma'}\right)d\gamma^p \quad (۵)$$

کـه $\varnothing_{cv}$ زاویـهٔ اصـطکاک داخلـی حجـم ثابـت می‌باشد.

سـطح تسـلیم و جهـت کـرنش‌هـای پلاسـتیک براساس قـانون جریـان در شـکل (٤) نشـان داده شـدهٔ است. در نسبت‌های تنش کـم فشـردگی پلاسـتیک رخ می‌دهد در حالی که هیچ‌گونه فشردگی در سـطح تـنش متناسب $\varnothing_{cv}$ پیش‌بینی نمی‌شود. برای نسبت تـنش‌هـای بزرگ‌تر از $\varnothing_{cv}$ انبساط و یا انقبـاض برشـی پـیش‌بینـی می‌شود[29].



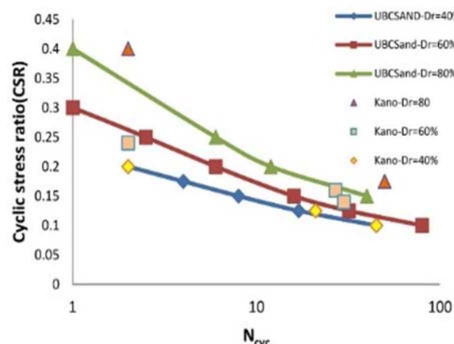
شکل ٤ جهت کرنش‌های پلاستیک همراه با سطح تسلیم

باربرداری زمانی که مقـدار نسـبت تـنش کـاهش

می‌یابد، تعریف می‌شود و اگر نسبت تنش بدون تغییر علامت شروع به افزایش یابد بارگذاری مجدد نامیده می‌شود. در بارگذاری مجدد هیچ‌گونه کرنش برشی پلاستیک و کرنش حجمی پلاستیک به وجود نمی‌آید و تا زمانی که نسبت نش به بیشترین مقدار قبل خود برسد بارگذاری مجدد ادامه دارد[29].

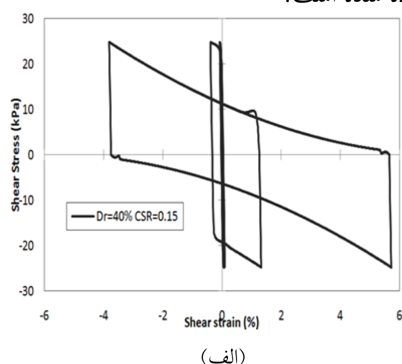
پارامترهای ورودی مدل ماسهٔUBC باید براساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره شوند تا از صحت مقادیر پارامترهای ورودی اطمینان حاصل به عمل آید. در این پژوهش برای کالیبره کردن پارامترهای ورودی از شبیه‌سازی آزمایش برش سادهٔ زه‌کشی نشدهٔ سیکلی در نرم‌افزارFLAC استفاده شدهٔ است. در این شبیه‌سازی، تنش قائم برابر با ۱۶۰ کیلوپاسکال و تنش برشی به‌صورت افزایشی تا مقدار معینی افزایش می‌یابد؛ سپس جهت اعمال تنش برشی تغییر می‌کند و این سیکل تا وقوع صفر شدن تنش قائم ادامه دارد. نتایج پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از آزمایش برش ساده انجام شدهٔ توسط کانو[30] و شبیه‌سازی عددی در این پژوهش در شکل (۵) آمده است. شکل (۵) انطباق مناسب نتایج آزمایشگاهی با شبیه‌سازی عددی را نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت پارامترهای ورودی کالیبره می‌باشند.

پارامترهای ورودی مدل ماسهٔUBC باید براساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره شوند تا از صحت مقادیر پارامترهای ورودی اطمینان حاصل به عمل آید. در این پژوهش برای کالیبره کردن پارامترهای ورودی از شبیه‌سازی آزمایش برش سادهٔ زه‌کشی نشدهٔ سیکلی در نرم‌افزارFLAC استفاده شدهٔ است. در این شبیه‌سازی، تنش قائم برابر با ۱۶۰ کیلوپاسکال و تنش برشی به‌صورت افزایشی تا مقدار معینی افزایش می‌یابد؛ سپس جهت اعمال تنش برشی تغییر کرده و این سیکل تا وقوع صفر شدن تنش قائم ادامه دارد. نتایج پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از آزمایش برش ساده انجام شدهٔ توسط کانو[30]و شبیه‌سازی عددی در این پژوهش در شکل (۵) آمده است. شکل (۵) انطباق مناسب نتایج آزمایشگاهی با شبیه‌سازی عددی را نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت پارامترهای ورودی کالیبره می‌باشند.

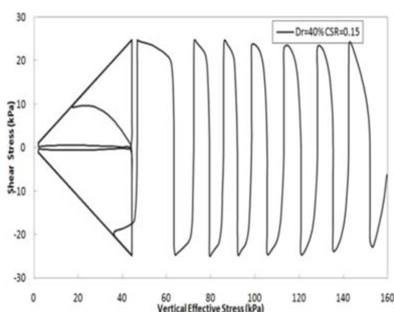


شکل ۵ پیش‌بینی و مقدار پاسخ روانگرایی ماسهٔ نوادا

در شکل‌های (٦ و ٧) مسیر تنش مؤثر و رفتار تنش کرنش در شبیه‌سازی آزمایش برش ساده برای دانسیته‌های نسبی مختلف و نسبت تنش‌های مختلف نشان داده شدهٔ است.



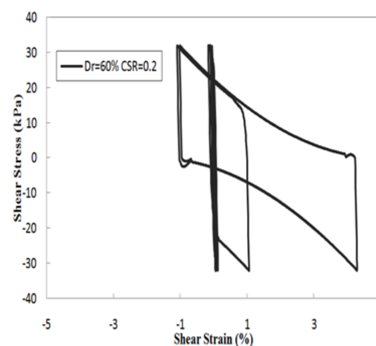
(الف)



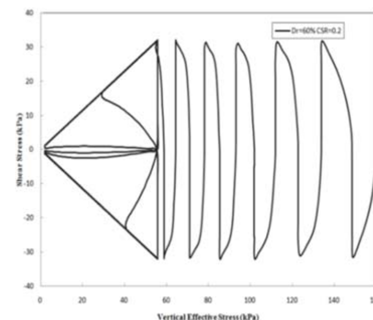
(ب)

شکل ٦ مسیر تنش مؤثر(الف) در Dr=0.4

(ب) و نمودار تنش کرنش



(الف)



(ب)

شکل ۷ مسیر تنش مؤثر(الف)درDr=0.6 (ب) نمودار تنش کرنش

همان‌گونه که انتظار می‌رود این شکل‌ها نشان می‌دهند که با افزایش تعداد سیکل‌ها در آزمایش برش ساده، کرنش برشی برای رسیدن به یک تنش برشی خاص، افزایش می‌یابد و این بدین معنی است که خاک به تدریج با تکرار سیکل‌های بارگذاری و باربرداری، مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و در یک تنش برشی مشخص، کرنش برشی بیشتری در آن به وجود می‌آید. در قسمت (ب) این شکل‌ها که تنش قائم مؤثر در برابر تنش برشی ترسیم گردیده است، ملاحظه می‌گردد که با تکرار و افزایش تعداد سیکل‌های آزمایش تنش قائم مؤثر تدریجاً به‌علت افزایش فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد و در انتهای آزمایش به صفر نزدیک می‌شود، این پدیدهٔ منطبق بر تعریف روانگرایی می‌باشد. همان‌گونه که انتظار می‌رود CSR و Dr به‌صورت توأم بر تعداد سیکل‌های لازم بر روانگرایی مؤثرند و این موضوع در شکل های (٦ و ٧) و نیز شکل (۵) قابل مشاهده است.

اثر تراکم نسبی ناشی از تنش و معرفی پارامترهای خاک اطراف لوله

همواره دانسیتهٔ نسبی خاک از مهم‌ترین پارامترهای معرف ماسهٔ می‌باشد، به‌علت تفاوت افزایش تنش در قسمت‌های فوقانی و تحتانی بعد از چرخش دستگاه سانتریفیوژ، تراکم در سطح نمونه کم و در قسمت تحتانی مدل بسیار زیاد می‌باشد. پارک و بیرن در سال ۲۰۰٤ با استفاده از چندین آزمایش تراکم نسبی، نشان دادند که در تمام ماسه‌های مورد مطالعه، تراکم ناشی از تنش از رابطهٔ زیر پیروی می‌کند[31].

$$D_r = D_{r0} + \alpha\sqrt{\frac{\sigma'_v}{P_a}} \quad (٦)$$

که Dr_0 تراکم نسبی اولیه و σ'_v تنش مؤثر عمودی و Pa فشار اتمسفر و α برابر است با:

$$\alpha = \left[\frac{1+e_{max}}{e_{max}-e_{min}} - D_{r0}\right]\frac{2(1.5-D_{r0})}{C} \quad (٧)$$

که e_{max} و e_{min} به ترتیب بیشترین و کمترین نسبت تخلخل می‌باشد و C عدد سختی ماسهٔ است. که وابسته به نسبت تخلخل است. این پارامتر براساس نتایج پارک و بیرن [31] برای خاک ماسهٔ نوادا (که در این مدل‌سازی استفاده شدهٔ) ۳۰۰ در نظر گرفته شدهٔ است. رفتار خاک‌های ماسهٔ به شدت وابسته به تراکم نسبی خاک می‌باشد، با توجه به رابطهٔ ٦ دانسیتهٔ نسبی خاک ماسهٔ وابسته به تنش مؤثر می‌باشد. به‌علت تغییرات شدید تنش مؤثر در آزمایش سانتریفیوژ و وجود سازهٔ با قطر بالا هر المان تقریباً دارای تنش مؤثر منحصر به فردی می‌باشد. بنابراین برای بیان رفتار صحیح مسئله، هر المان از مش‌بندی مسئله دارای پارامترهای منحصر به فردی برای معرفی مدل

ماسهٔUBC می‌باشد. در این پژوهش با استفاده از زبان برنامه‌نویسی Fish در محیط برنامهٔ Flac برای هر المان پارامترهای منحصر به فرد وابسته به دانسیتهٔ نسبی آن المان محاسبه شدهٔ است.

معرفی سیال حفره‌ای

نرم‌افزار تفاضل محدود Flac با استفاده از مشخصات سیال موجود در خاک‌های اشباع و برخی پارامترهای خاک اشباع با استفاده از تئوری بایوت قادر به مدل‌سازی همزمان سیال و خاک می‌باشد. برای در نظر گرفتن سیال باید پارامترهای هم‌چون نفوذپذیری خاک اشباع، تخلخل خاک، چگالی سیال، درجه اشباع و مدول بالک سیال را به‌طور دقیق وارد کرد[32].

در این پژوهش، چگالی سیال را برابر با kg/m3 ۱۰۰۰ و نسبت تخلخل خاک مطابق با ویژگی خاک مورد نظر برابر با ۰/٤۲٤ در نظر گرفته شدهٔ است[27]. یکی از پارامترهایی که نقش مهم و مؤثری در آنالیز مسائل همزمان خاک و سیال دارد، مدول حجمی سیال می‌باشد. این پارامتر بدین صورت معرفی می‌شود:

$$B_f = -\frac{\Delta P}{\Delta V / V} \quad (۸)$$

که ΔP تغییرات فشار و $\frac{\Delta V}{V}$ نسبت کرنش حجمی می‌باشند. به‌دست آوردن مقادیر مدول حجمی با استفاده از رابطهٔ فوق تقریبا غیرممکن می‌باشد[33].در بسیاری از آنالیزها و مدل‌سازی‌ها برای معرفی مدول بالک سیال از بیشترین مقدار آن یعنی ۲GPa استفاده می‌شود و یا براساس یک منطق تجربی مقدار کمتری از این مقدار برای معرفی مدول حجمی سیال استفاده می‌شود. به‌علت وجود حباب‌های هوا درون خاک اشباع غالبا باید مقدار کمتری از مقدار بیشینه در نظر گرفت. کمترین مقداری که برای مدول بالک سیال می‌توان در نظر گرفت برابر با مقدار زیر می‌باشد:

$$B_f \geq \alpha L_z \rho_w \quad (۹)$$

که α یک عدد کوچکتر از یک می‌باشد، مقدار ۰/۳ عدد مناسبی می‌باشد[32]. L_z معرف کوچک‌ترین طول المان و ρ_w برابر با چگالی سیال و g شتاب گرانش می‌باشد.

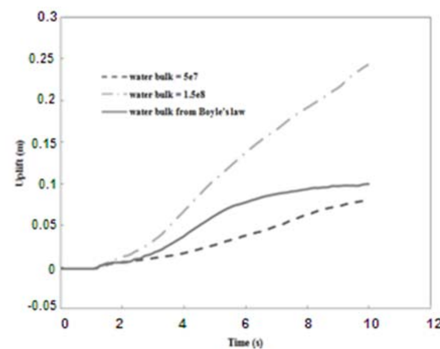
مرندی و راستی در سال ۲۰۱۲ ضمن مدل‌سازی تونل مدفون در خاک روانگرا، تأثیر مدول حجمی را بررسی کردند. نتایج آن پژوهش تأثیر فوق‌العاده این پارامتر بر نتایج مدل‌سازی را نشان می‌دهد[34].

با استفاده از قانون بویل و فرض یکسان بود فشار در سیال و هوا، مدول حجمی سیال حفره‌ای تابعی از فشار مطلق سیال و درجه اشباع، به‌صورت زیر می‌باشد[35]:

$$B_f \cong \frac{p^2}{(1-S_{ro})P_a} < 2\times10^6\,\text{KPa} \quad (۱۰)$$

P برابر با فشار مطلق سیال و Sr_o درجه اشباع اولیه قبل از شروع به چرخش سانتیریفیوژ می‌باشد.

همان‌طور که از معادله ۱۰ مشخص است، پارامتر مدول حجمی سیال در عمق محیط آزمایش تغییر می‌کند و هرچه عمق بیشتر شود، مدول حجمی سیال نیز افزایش می‌یابد؛ در نتیجه در صورت یکسان بودن کرنش حجمی اضافه فشار حفره‌ای بیشتری تولید می‌شود. درجهٔ اشباع یک پارامتر مهم و تعیین‌کننده در این تابع می‌باشد. اگر مقدار مدول حجمی سیال بیشتر از 5×10^{5}kPa در نظر گرفته شود، باید از بیشتربودن درجه اشباع از ۹۹/۹٪ اطمینان حاصل شود که چنین درجه اشباعی در مسائل عملی، غیر واقعی می‌باشد. تأثیر پارامتر مدول حجمی سیال بر بالازدگی در شکل(۸) آمده است. با توجه به معادله و تغییرات مدول حجمی سیال در عمق، در نرم‌افزار FLAC با استفاده از زبان برنامه‌نویسی Fish به المان‌های دارای تراز ارتفاعی متفاوت مقادیر متفاوتی اعمال شدهٔ است.



شکل ۸ حساسیت میزان بالازدگی به تغییرات مدول حجمی سیال

از پارامترهای مهم در مدل‌سازی آزمایش‌های سانتریفیوژ و مسائل روانگرایی، نفوذپذیری خاک ماسه‌ای می‌باشد. در این مدل‌سازی از ضریب تراوایی ماسهٔ نوادا به‌دست آمده در پروژه ولاکس[27] به روش آزمایش نفوذپذیری هد ثابت استفاده شدهٔ است. با توجه به مفاهیم ضریب نفوذپذیری شتاب گرانش و غلظت سیال بر ضریب نفوذپذیری تأثیرگذار می‌باشند. در آزمایش سانتریفیوژ با N برابر کردن شتاب گرانش، ضریب تراوایی N برابر و با M برابر کردن ویسکوزیته سیال ضریب تراوایی آن $\frac{1}{M}$ می شود.

$$k^* = K\frac{N}{M} \qquad (۱۱)$$

که k^* ضریب هدایت هیدرولیکی در سانتریفیوژ و k ضریب هدایت هیدرولیکی در شتاب 1g می‌باشد[35].

مدل‌سازی لوله مدفون (خصوصیات و مشخصات)

در این پژوهش برای مدل‌سازی لوله آلومینیمی از المان لاینر استفاده شدهٔ است. المان لاینر توانایی مدل‌سازی رفتار الاستوپلاستیک را دارا می‌باشد. این المان برای مدل‌سازی المان‌های مصالح غیرخطی مانند دیوار تونل و یا مصالح شکل‌پذیر مانند فولاد مناسب می‌باشد. پارامترهای المان لاینر به‌صورت جدول (۱) تعریف شدهٔ است.

جدول ۱ پارامترهای لوله استفاده شدهٔ در تحلیل عددی

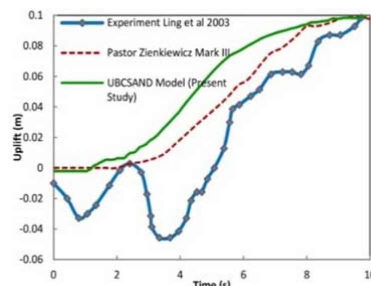
پارامتر مدل	مقدار
وزن واحد حجم،(kN/m^3)	۲۶/۶
مدول یانگ E،(kPa)	۲×۱۰^{۸}
نسبت پواسون،(ν)	۰/۲۸۶
ضخامت لوله t،(cm)	۱۵

برای مدل‌سازی صحیح رفتار متقابل خاک و لوله، از یک المان سطح مشترک استفاده شدهٔ است. المان سطح مشترک اجازه جابجای نسبی المانهای خاک را نسبت به تونل می‌دهد. در این پژوهش سختی نرمال و برشی برابر با ۱۲۰ مگاپاسکال بر متر و زاویهٔ اصطکاک ۲۳/۵ درجه در اطراف سازهٔ مدفون و خاک در نظر گرفته شدهٔ است[32].

مقایسهٔ نتایج مدل‌سازی عددی لوله‌های مدفون

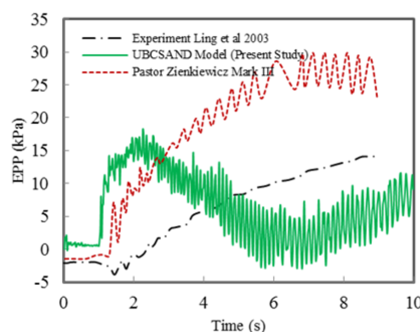
در این پژوهش به مدل‌سازی آزمایش سانتریفیوژ با ابعاد واقعی پرداخته شدهٔ است و برای ارزیابی از صحت مدل‌سازی ضمن بررسی بالازدگی سازهٔ مدفون، اضافه فشار آب حفره‌ای در اطرف مدل بررسی شدهٔ است. در شکل (۹) نتایج حاصل از بالازدگی لوله به روش تفاضل محدود بر مبنای مدل ماسهٔ UBC با مدل‌سازی المان محدود انجام گرفته به وسیلهٔ لینگ و همکاران با بهره‌گیری از مدل Pastor-Zienkiewicz Mark–III و نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدهٔ است. شکل (۹) نشان می‌دهد مدل‌سازی تفاضل محدود انجام شدهٔ در این پژوهش انطباق مناسبی هم با نتایج آزمایشگاهی و هم با نتایج مدل‌سازی المان محدود لینگ و همکاران دارد. جابه‌جایی نهایی به‌دست آمده از مدل‌سازی با استفاده از روش تفاضل محدود با جابه‌جایی نهایی به‌دست آمده از آزمایش سانتریفیوژ انطباق بسیار مناسبی دارد. در نتایج این پژوهش، به مانند آزمایش سانتریفیوژ به محض اعمال نیروی لرزه‌ای، لوله شروع به بالازدگی

می‌کند اما در مدل‌سازی انجام گرفته توسط لینگ و همکاران پس از حدود یک ثانیه بعد از لرزش، لوله شروع به بالازدگی می‌کند. شیب نمودار مربوط به مدل‌سازی پژوهش حاضر نیز با نتایج حاصل از آزمایش سانتریفیوژ هم‌خوانی مناسبی دارد.



شکل ۹ مقادیر بالازدگی سازهٔ مدفون با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

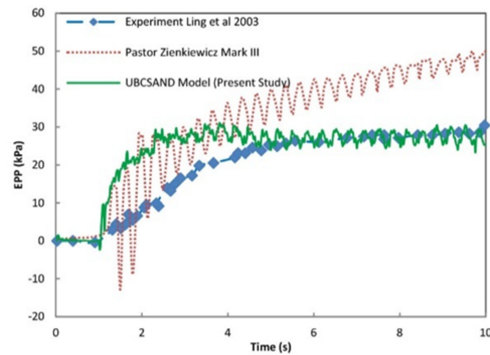
در شکل (۱۰) اضافه فشار آب حفره‌ای در پیزومتر P1 که در بالای لوله واقع است نمایش داده شدهٔ است. نتایج مدل‌سازی این پژوهش در ابتدای بارگذاری لرزه‌ای انطباق مناسبی با نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران دارد اما با مقادیر اندازه‌گیری شدهٔ فاصلهٔ قابل توجهی دارند. از ثانیهٔ چهارم به بعد نتایج پژوهش حاضر به مقادیر اندازه‌گیری از نظر روند و مقادیر نزدیک شدهٔ است. علت اصلی این اختلاف در لحظات ابتدایی را در مقدار مدول بالک سیال برای زمان آغازین بارگذاری لرزه‌ای می‌توان دانست.



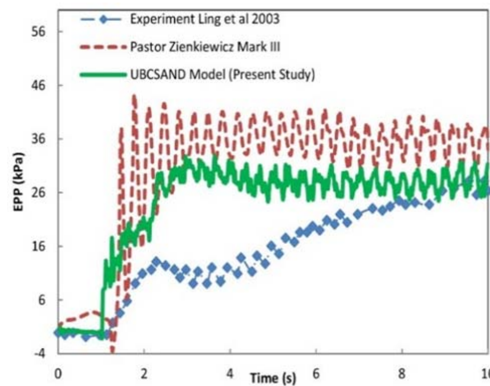
شکل ۱۰ اضافه فشار آب حفره‌ای در بالای لوله (P1) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

در شکل‌های(۱۱ و۱۲) اضافه فشاره‌ای حفره‌ای در برابر زمان برای پیزومترهای P2 و P4 که در کناره های لوله واقع شده‌اند، ترسیم گردیده است. در پیزومتر P2 شکل (۱۱) ملاحظه می‌گردد که در لحظات آغازین بارگذاری لرزه‌ای نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران بر مبنای مدل Pastor- Zienkiewicz Mark–III نوسانات شدیدی را نشان می‌دهد در حالیکه در پاسخ های عددی پژوهش حاضر چنین نوساناتی مشاهده نمی‌شود و علی‌رغم عدم انطباق مختصری در ابتدای بارگذاری، از ثانیهٔ چهارم پاسخ‌های عددی بر مقادیر اندازه‌گیری شدهٔ انطباق کامل دارند، این در حالی است که در نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران حتی در لحظات آخرین بارگذاری روند افزایش فشار آب حفره‌ای برخلاف مقادیر اندازه‌گیری شدهٔ ادامه دارد و مقادیر فشار آب حفره‌ای نهایی با مقادیر اندازه‌گیری شدهٔ تفاوت قابل توجهی دارند.

در پیزومتر P4 شکل (۱۲) نیز نتایج مدل‌سازی‌های عددی در ابتدای بارگذاری با فشارهای اندازه‌گیری شدهٔ متفاوت است. مشاهده می‌شود که در نتایج پژوهش حاضر نوسانات شدید به‌مانند نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران به وجود نیامده است. به علاوه فشار آب حفره‌ای نهایی در شبیه‌سازی عددی در پژوهش حاضر، با مقدار اندازه‌گیری شدهٔ کاملا منطبق است. بنابراین می‌توان این گونه جمع بندی نمود که در مورد نقاط مجاور لوله شبیه‌سازی با مدل ماسهٔ UBC در مقایسه با مدلPastor-Zienkiewicz Mark –III بهتر عمل کرده و فشارهای نهایی در زمان وقوع کامل روانگرایی (انتهای بارگذاری لرزه‌ای) بر مقادیر اندازه‌گیری شدهٔ سانتریفیوژ منطبق است.

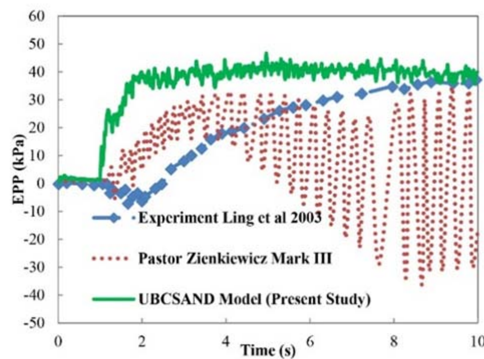


شکل ۱۱ اضافه فشار آب حفره‌ای در سمت چپ لوله (P2) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی



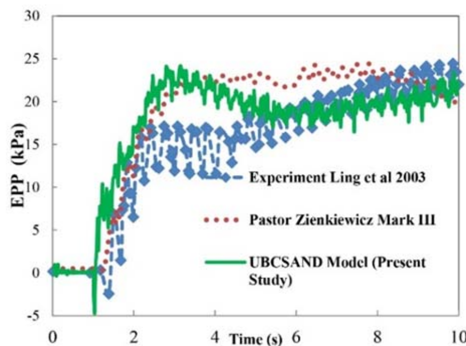
شکل ۱۲ اضافه فشار آب حفره‌ای در سمت راست لوله (P4) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

در شکل ۱۳ اضافه فشار آب حفره‌ای در زیر لوله نشان داده شدهٔ است. اضافه فشار آب حفـره‌ای در زیـر لولـه حاصـل از مـدل Pastor-Zienkiewicz Mark–III دارای نوسان‌های بسیار زیادی می‌باشد. که با روند نتایج آزمایشـگاهی انطبـاق نـدارد. امـا در مـدل‌سـازی ایـن پژوهش، این نوسان مشاهده نشدهٔ است و انطباق خوبی در روند و اضـافه فشـار نهـایی بـا نتـایج آزمایشـگاهی وجود دارد. وجود اختلاف در مقادیر اولیهٔ اضافه فشـار آب حفره‌ای در زمان‌های اولیه را می‌توان به حساسـیت مسئله به متغیر بودن مدول حجمی آب بـه‌خصـوص در زمان‌های اولیه مرتبط دانست.

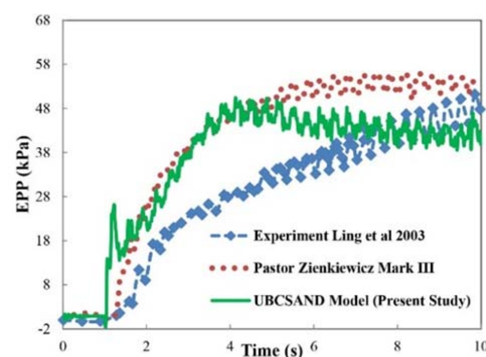


شکل ۱۳ اضافه فشار آب حفره‌ای در پایین لوله (P3) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

در شکل‌های (۱۴و۱۵) اضافه فشار آب حفـره‌ای در بالای لوله با نتایج آزمایشگاهی و عددی مقایسه شدهٔ است که نشان‌دهندهٔ انطباق مناسـب نتـایج مـدل‌سـازی عددی و نتایج آزمایشگاهی از ابتدای شـروع بارگـذاری لرزه‌ای تا انتهای آن است. در این نقاط نیز مـدل‌سـازی پـژوهش حاضـر از مـدل‌سـازی لینـگ و همکـاران در مجموع نسبتاً موفق‌تر عمل کرده است.

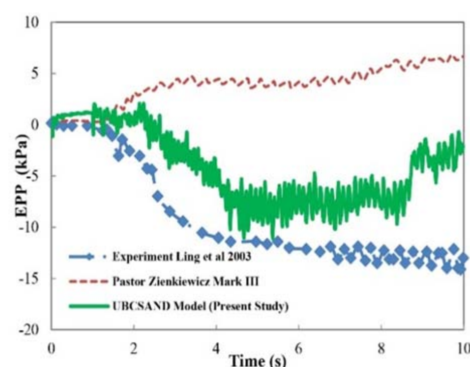


شکل ۱٤ اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله ۱۵ سانتی‌متر از بالای لوله در آزمایش سانتریفیوژ (P8) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

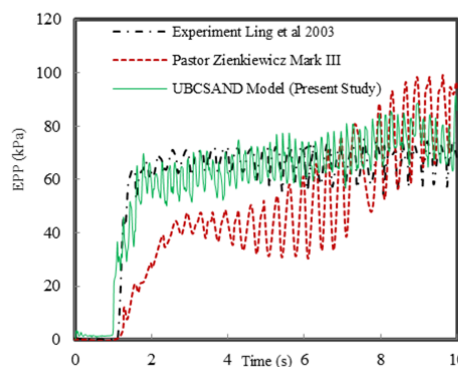


شکل ۱۵ اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله ۱۵ سانتی‌متر از پایین لوله در آزمایش سانتریفیوژ(P9) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

شکل (۱۶) تغییرات فشار آب حفره‌ای در بالاترین پیزومتر (P5) را نشان می‌دهد، مشاهده می‌گردد که اندازه‌گیری‌های آزمایش سانتریفیوژ کاهش تدریجی فشار آب حفره‌ای در اثر اعمال بار لرزه‌ای را ثبت کرده‌اند؛ این روند، در مقادیر حاصل از مدل‌سازی عددی پژوهش حاضر مشهود است. بر خلاف این روند ، نتایج حاصل از مدل‌سازی با روش اجزا محدود براساس مدل رفتاری Pastor-Zienkiewicz Mark –III در پژوهش لینگ و همکاران[24] نشان دهندهٔ افزایش مختصر اضافه فشار آب حفره‌ای در طی فرآیند بارگذاری است. علت اصلی اختلاف بین مدل‌سازی به روش المان محدود و نتایج آزمایشگاهی، عدم مدل‌سازی مسائل با کرنش‌های بزرگ و در نتیجه عدم پیش‌بینی تورم خاک در سطح زمین در بالای که منجر کاهش سطح آب زیرزمینی در مدل‌سازی المان محدود می‌شود می‌توان دانست. مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار FLAC به روش تفاضل محدود قادر به مدل‌سازی کرنش‌های بزرگ می‌باشد و می‌تواند تورم خاک در سطح مدل را پیش‌بینی کند.



شکل ۱۶ اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق دفن ۱ متری (P5) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

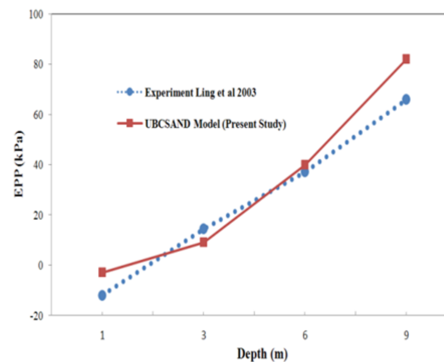


شکل ۱۷ اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق دفن 9 متری (P6) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

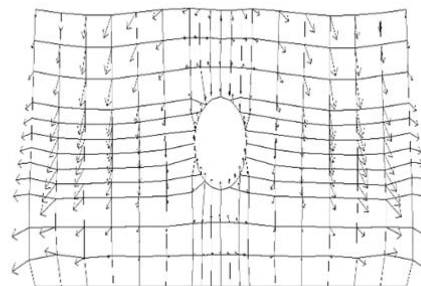
در مورد پیزومتر P6 که پایین‌ترین پیزومتر واقع در زیر لوله می‌باشد، نتایج مدل‌سازی‌های عددی و اندازه‌گیری‌های سانتریفیوژ در شکل (۱۷) به‌صورت هم‌زمان نشان داده شدهٔ است. در این پیزومتر نتایج مدل‌سازی پژوهش از لحظهٔ آغازین بارگذاری لرزه‌ای بر مقادیر اندازه‌گیری مطابقت دارد. در مقابل نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران دارای نوسانات زیاد در فشار آب حفره‌ای این پیزومتر است. بنابراین می‌توان گفت مدل ماسهٔ UBC در این پیزومتر موفق‌تر عمل کرده است.

در شکل (۱۸) اضافه فشار آب حفره‌ای در پایان بارگذاری لرزه‌ای در مقابل عمق ترسیم گردیده است؛

این شکل مطابقت مناسب مقادیر مدل‌سازی پژوهش حاضر با مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای ثبت شدۀ در آزمایش سانتریفیوژ را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود اضافه فشار آب حفره‌ای با افزایش عمق افزایش می‌یابد.



شکل ۱۸ توزیع اضافه فشار آب حفره‌ای در برابر عمق در پایان اعمال بار لرزه‌ای



شکل ۱۹ بردار جابه‌جایی المان‌های اطراف لوله

در شکل (۱۹) بردارهای جابه‌جایی المان‌ها در پایان آنالیز نشان داده شدۀ است. همان‌طور که گفته شد، یکی از دلایل بالازدگی سازۀ مدفون، حرکت خاک روانگرا به زیر سازۀ می‌باشد. همان‌طور که از شکل قابل برداشت می‌باشد، مطابق نتایج آزمایشگاهی حرکت خاک روانگرا به سمت زیر سازۀ مدفون در بالازدگی سازۀ مدفون در این پژوهش نقش بسیار کمی دارد. بنا بر این علت اصلی بالازدگی لوله را می‌توان اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شدۀ در حین بار لرزه‌ای دانست.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق مدل ماسۀ UBC برای شبیه‌سازی رفتار یک خاک مستعد روانگرایی در اطراف تونل به کار گرفته شدۀ است. نتایج یک آزمایش سانتریفیوژ برای ارزیابی صحت عملکرد مدل در بیان رفتار خاک مورد استفاده قرار گرفت. در عین حال نتایج با مدل‌سازی عددی بر مبنای مدل Pastor-Zienkiewicz Mark–III مقایسه گردید.

مدل‌های رفتاری غالباً بر مبنای آزمایش‌های برش ساده و سه محوری ارائه و کالیبره می‌گردند؛ از این‌رو اگر یک مدل رفتاری برای شبیه‌سازی چنین آزمایشی به کار رود، احتمال تطابق مدل‌سازی با مقادیر اندازه‌گیری شدۀ بیشتر از سایر مسیرهای تنش خواهد بود، این در حالی است که در یک محیط پیوسته مانند خاک اطراف تونل، مسیرهای تنش با آنچه در آزمایش‌های آزمایشگاهی متعارف اعمال می‌گردد، متفاوت است. در این پژوهش برای کالیبره کردن پارامترهای مدل ماسۀ UBC، آزمایش برش ساده انجام شدۀ بر روی خاک مورد مطالعه به وسیلۀ نرم‌افزار FLAC شبیه‌سازی گردید.

نشان داده شد که وابستگی تراکم نسبی خاک به تنش محدود کننده و نیز مدول حجمی آب به فشار آب حفره‌ای بر نتایج مدل‌سازی تأثیر قابل توجهی دارند؛ از این‌رو این پدیدۀ در آنالیزها اعمال گردید. همان‌طور که انتظار می‌رود هیچ مدل رفتاری برای زئومتری ادعای انطباق مطلق نتایج شبیه‌سازی با آزمایش را در تمام مسیرهای تنش ندارد. در مجموع انتظار نمی‌رود مدل رفتار در بیان رفتار پیچیده‌ای مانند روانگرایی در تمام نقاط و تمام پارامترها کاملاً منطبق بر واقعیت عمل کند. به علاوه در مورد اندازه‌گیری‌های سانتریفیوژ نیز نمی‌توان ادعا کرد که کاملاً صحیح و عاری از خطاهای سینماتیک و ابزاری باشد. هدف از مقایسۀ مدل‌سازی با

آزمایش بررسی قابلیت کلی مدل در بیان رفتـار خـاک اسـت. عـواملی ماننـد مـدول حجمـی آب (شـکل ۸)، به‌علاوه مرزهای مدل سانتریفیوژ که به‌صـورت لایـه‌ای می‌باشد و ممکن است به شـکل ایـده‌آل عمـل نکنـد و موجب عدم تطابق مدل‌سازی با اندازه‌گیری شود. با این توصیف نتایج مدل‌سازی انجام شدۀ همخـوانی مناسـبی با اندازه‌گیری‌های صورت گرفته در آزمایش سانتریفیوژ دارنـد. ایـن موضـوع بـه خصـوص در مقایسـه نتـایج مدل‌سازی ها با نتایج مدل Pastor-Zienkiewicz Mark III–انجام گرفته توسط لینگ و همگاران جلـب توجـه می‌کند. بنابراین می‌تـوان ایـن‌گونـه نتیجـه گرفـت کـه عملکرد مدل ماسۀ UBC بهتـر از مـدل مـذکور اسـت.

آنالیزهای انجـام شـدۀ د ایـن پـژوهش از ثانیـه چهـارم انطباق مناسبی با نتایج اندازه‌گیری شد دارند. کـه علـت عدم تطابق اولیه عدم معرفی و اطلاعات کافی در مـورد مدول بالک سیال (به‌خصوص اطراف لوله) در لحظـات ابتدایی می‌باشد. از این‌رو نتایج تحقیق را می‌توان گامی جلـو بـرای رسـیدن بـه مـدل‌سـازی‌هـای دقیـق‌تـر در خاک‌های مستعد روانگرایی ارزیابی نمود.

با توجه به نتایج حاصل از این پژوهش مـی‌تـوان نتیجه گرفت که در مدل ماسۀ UBC قابلیت‌های مناسبی در مدل‌سازی رفتار خاک مستعد بـه روانگرایـی وجـود دارد.

مراجع

1. O'Rourke, T.D., Gowdy, T.E., Stewart, H.E. and Pease, J.W. "Lifeline and geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta Earthquake," Proceedings of 2nd International onference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, MO, pp. 1601–1612,(1991)
2. Shengcong, F., and Tatsuoka, F., "Soil Liquefaction DuringHaicheng and Tangshan Earthquake in China; A Review," Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp 11-29, (1984).
3. EQE summary report. The January 17. 1995 Kobe earthquake. EQE International;(1995)
4. Scawthorn C, Yanev PI., "Preliminary report 17 January 1995, Hyogo-ken Nambu, Japanese earthquake". Engineering Structures ;Vol. 17, No.3, pp. 146-157, (1995).
5. Chen, WW, Shih BJ,Wu CW, Chen YC. "Natural gas pipeline system damages in the Ji-Ji earthquake (The City of Nantou)". In: Proc of the 6th international conf on seismic zonation. (2000).
6. Jefferies, M, Been, K., "Soil Liquefaction: A Critical State Approach", Second Edition, CRC Press, (2015).
7. S.C. Chian, S.P.G. Madabhushi. "Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 41, pp 181–190,(2012)
8. Fugro (2008). "Final Report, No-Densification Assessment Offshore Transbay Tube (TBT) Seismic Retrofit Project", prepared for Bechtel Infrastructure Corporation, BART Earthquake Safety Program, July (2008).
9. Hall,W.J. and O'Rourke. "Seismic behavior and vulnerability of pipelines," LifelineEarthquake

Engineering, Cassaro (ed.), ASCE, pp. 761–773,(1991).

10. Tobita, T., Iai, S., Kang, G. C. and Konishi, Y. "Observed damage of wastewater pipelines and estimated manhole uplifts during the 2004 Niigataken Chuetsu, Japan, earthquake," Proc. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference, California, (2009).
11. Koseki, J., Matsuo, O., Ninomiya, Y., Yoshida, T., "Uplift of Sewer manholesduring the 1993 Kushiro-oki earthquake". Soils and Foundations, vol. 37, pp. 109–121,(1997).
12. Towhata I. Geotechnical earthquake engineering. Berlin: Springer; (2008).
13. Ghayamghamian, MR, Tobita, T, Iai, S, Kang, GC. "Reconnaissance report of July 16, Niigata-ken Chuetsu-oki Japan earthquake", Journal of Seismology and Earthquake Engineering ,vol. 9, No. 1-2, pp.73–84, (2007).
14. Geoengineering Extreme Events Reconnaissance (GEER) Association, Geoengineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile earthquake, Report ofthe NSF Sponsored GEER Association Team, (2010).
15. Chian SC, Tokimatsu K. Floatation of underground structures during theMw9.0 Tohoku earthquake of 11th March 2011. In: Proceedings of the15thworld conference on earthquake engineering. Lisbon; (2012).
16. Tokida, K., Ninomiya, Y. and Azuma, T. "Liquefaction Potential and Uplift Deformation of Underground Structure" , In :Brebbia C. A.(Ed), "Soil Dynamics and Earthquake Engineering" VI, WIT Press, pp. 365-379, (1993).
17. Yasuda, S., Nagase, H., Itafuji, S., Sawada, H. and Mine, K. "Shaking Table Tests on Floatation of Buried Pipes due to Liquefaction of Backfill Sands." Proceedings, 5th U.S.- Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Snowbird, UT, (1995),
18. Koseki, J., Matsuo, O. and Koga, Y. "Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake." Soils and Foundations, vol. 37, No. 1, pp. 97-108, (1997).
19. Ichii, K., Seto, N. and Kidera, H. "Characteristics of Uplifting Velocity of a Buried Pipe in Liquefied Ground." Geotechnical Special Publication, n 181, 2008, Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress 2008 - Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, GSP 181, Sacramento, CA, USA(2008).
20. Adalier, K., Abdoun, T., Dobry, R., Phillips, R., Yang, D., and Naesgaard, E. "Centrifuge Modelling for Seismic Retrofit Design of an Immersed Tube Tunnel." I*nternational Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 23-35(2003).
21. Ling, H.I., Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, H., Burke, C. and Sun, L.. "Centrifugal modeling of seismic

behavior of large-diameter pipeline in liquefiable soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE vol. 129, No. 12, pp. 1092–1101, (2003).

22. Sasaki, T. and Tamura, K., "Prediction of Liquefaction-Induced Uplift Displacement of Underground Structures." 36th Joint Meeting US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, 191-198 (2004).

23. Liu, H.B. & Song, E.X., "Seismic response of large underground structures in liquei able soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations", *Computers and Geotechnics*, vol. 32, No. 4, pp. 223–244, (2005).

24. Ling, H.I., Sun, L., Liu, H., Mohri, Y., and Kawabata, T. "Finite element analysis of pipe buried in saturated soil deposit subject to earthquake loading". *Journal of Earthquake and Tsunami* , vol. 2, No. 1, pp. 1-17, (2008).

25. Azadi, M. and Mir Mohammad Hosseini, S.M. "The Uplifting Behavior of Shallow Tunnels within the Liquefiable Soils under Cyclic Loadings." Tunnelling and Underground Space Technology, V 25(2), 158-167. (2010).

26. Saeedzadeh, Hataf. "Uplift response of buried pipelines in saturated sand deposit under earthquake loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* vol. 31,No. 10, pp. 1378-1384, (2011).

27. Sun, L., "Centrifuge modeling and finite element analysis of pipelines buried in liquifiable soils", Ph. D. thesis, Columbia University, (2001).

28. Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hosain, M. M. and Fruth, L. S. "VELACS Laboratory Testing Program, Soil Data Report." *The Earth Technology Corporation, Irvine*, California, Report to the National Science Foundation(1992).

29. Beaty, Michael , Byrne, P., "UBCSAND CONSTITUTIVE MODEL Version 904aR. UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Web Site", February, (2011).

30. Chou Jui-Chingm "Centrifuge Modeling of the BART Transbay Tube and Numerical Simulation of Tunnels in Liquefying Ground" PhD thesis Davis University (2010).

31. Park, S.-S., and Byrne, P.M.. Stress densification and its evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 41: 181–186,(2004).

32. Cundall et al. “Fast Lagrangian Analysis of Continua Manual”, Online Manual, Itasca Engineering Consulting Minnesota usa,(2001).

33. Casagrande, A., “Liquefaction and Cyclic Deformation of Sand-A critical review”, *5th Pan American Conference on Soil Mechanics and FoundationEngineering*, Buenos Aires, Argentina, (1975)

34. Marandi, S.M. and Rasti, A.R., "Parameters Analysis of the Covering Soil of Tunnels Constructed In Liquefiable Soils, " *International Journal of Engineering*, Vol. 25, No. 4, Transactions A, , pp. 333-346, (2012)

35. Byrne, P.M., Park, S. S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L., Abdoun T., "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, pp. 193–211, (2004)